Architectural Institute of Japan

【論　文】

日本建築学会構造系論文報告集 第453号・1993年11月
Journal of Struct. Constr. Engng, AIJ, No. 453, Nov., 1993

地震動を受ける原子炉建屋耐震壁の挙動に関する研究

（その3） RC造立体耐震壁の振動台実験

STUDY ON BEHAVIORS OF REACTOR BUILDING WALLS SUBJECT TO LARGE EARTHQUAKE

Part 3 : Shaking table tests of 3-D reinforced concrete shear walls

酒井　章*, 前川利雄**, 金森誠治***, 和田　章****
Akira SAKAI, Toshio MAEGAWA, Seiji KANAMORI and Akira WADA

In order to study the seismic resistant safety of reactor building, the behavior of RC shear walls up to the ultimate strength under earthquake loading shall be clarified. The static and pseudo-dynamic tests were performed and the mechanical properties of RC shear wall were experimentally and analytically studied. With the analytical results obtained, a macro-model for dynamic elasto-plastic analysis, which was proposed and its effectiveness was discussed by comparing the proposed model with the pseudo-dynamic test results.

In this paper, shaking table tests were performed to obtain the response characteristics of RC shear walls subjected to dynamic external forces. And it is indicated that this macro-model can properly predict the test results even when it's exposed to dynamic external forces.

Keywords : *reinforced concrete, 3-D shear wall, shaking table test, macromodel, response analysis*
鉄筋コンクリート，立体耐震壁，振動台実験，マクロモデル，応答解析

1. 序　論

原子炉建屋の耐震安全性を検討するためには，鉄筋コンクリート造耐震壁の地震時終局挙動を解明する必要がある。そこで，同題（その1）[1]では静的加力実験および仮動的実験を実施し，その実験結果からRC造立体耐震壁の力学的性状および応答性状について，実験的および解析的考察を行った。同題（その2）[2]では，これらの考察結果を基に，線材で構成した動的解析用マクロモデルの構築方法を展開し，提案モデルによる解析結果と仮動的実験結果とを比較検討することにより，その有効性について検討を行った。しかしながら，地震による外力が本来動的なものであることを考えれば，動的な荷重による破壊実験を行い，振動特性，減衰性能等について明確にする必要がある。

RC造耐震壁の振動台を用いた動的実験（以降，振動台実験と称す）としては，大林組PCCV研究グループ[3]がプレストレストコンクリート格納容器の振動特性と構造耐力を実験的に把握し，耐震設計の信頼性評価に資するデータを得ることを目的に，縮尺率1/30のプレストレスを導入した円筒壁試験体を用いて，静的加力実験と振動台実験を行うとともに，この試験体を3質点系の曲げせん断棒モデルに置換し，復元力特性として曲げモーメント-回転角関係を最大点指向型，せん断力-せん断変形関係を原点指向型とした弾塑性応答解析を行い，実験結果と比較検討している。嶋津ら[4]は連層連スパン耐震壁を対象に，開口の影響を把握するために縮尺率約1/16の小型模型試験体を用いて実験的研究を行うとともに，この試験体を多質点系の曲げせん断棒モデルに置換し，復元力特性に原点指向型モデルを用いて弾塑性応答挙動を検討している。藤原ら[5]は連層耐震壁付き架構の動的挙動に及ぼす基礎浮き上がりの影響について，約1/20に縮小した模型試験体で検討するとともに，剛域を考慮した線材置換モデルを用いて，部材モデルを材端弾塑性ばねモデルとし，曲げばねの復元力特性にはDe-

---

本論文は参考文献13）を加筆修正したものである。

* 熊谷組技術開発本部　課長・工修
** 熊谷組技術開発本部・工修
*** 熊谷組技術開発本部
**** 東京工業大学工業材料研究所　教授・工博

Technology Development Div., Kumagai-gumi Co. Ltd., M. Eng.
Technology Development Div., Kumagai-gumi Co. Ltd., M. Eng.
Technology Development Div., Kumagai-gumi Co. Ltd.
Porf., Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

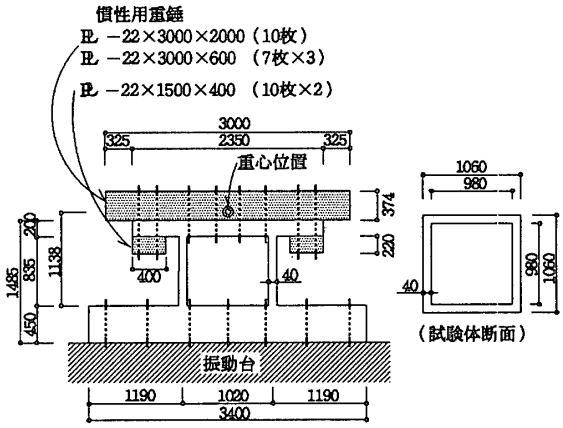
表—1　既往の耐震壁に関する振動台実験の試験体概要

研　究　者	試験体形状	縮尺率	壁部の使用材料		壁厚	壁筋比	M／Q・D
			コンクリート	鉄　筋			
大林組PCCV研究Gr. [3]	半球ドーム付円筒壁	1/30	最大骨材粒径 8mm	D6	50 mm	2.7 ～0.7%	1.0
鳴津ほか [4]	連層連スパン耐震壁	約 1/16	モルタル	φ1.0	10 mm	0.79%	
藤原ほか [5]	連層耐震壁付き架構	約 1/20	モルタル	φ1.5	6 mm	0.98%	
遠藤、加藤ほか [6],[7]	円筒壁	約 1/60	モルタル	φ2.0	10 mm	1.26%	2.42, 1.44
久野ほか [8]	ボックス壁	約 1/70	最大骨材粒径10mm	D6	50 mm	1.3 ～2.1%	2.6 , 2.1
A.S. ELNASHAIほか [9]	独立耐震壁	1/ 5	最大骨材粒径10mm	φ2.8, 6.0	32 mm		2.92
㈱原子力機構 [10]	H型耐震壁	———	最大骨材粒径 5mm	D3	30～40mm	1.2%	0.8

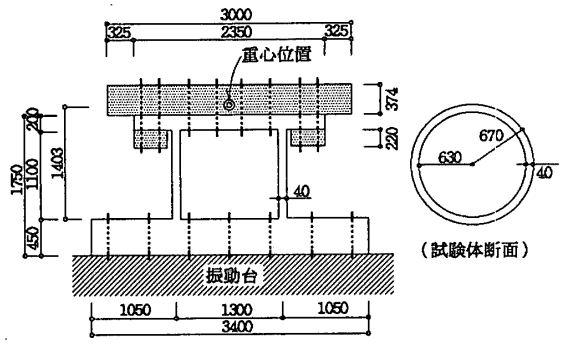
grading Tri-linear 型を用いて弾塑性挙動を検討している。遠藤，加藤ら[6),7)]は PWR 型原子炉建屋を対象に，約 1/60 に縮小した円筒壁の模型試験体を用いて，振動台実験と静的加力実験との比較検討を行っている。久野ら[8)]は PWR 型原子炉建屋を対象に，形状をボックス型に単純化した，縮尺率約 1/70 の模型試験体を用いて，内部粘性減衰について検討を行っている。A.S. ELNASHAI ら[9)]は，せん断スパン比 2.0 以上の単独耐震壁を対象に，振動台実験と静的加力実験との比較検討を行っている。(財)原子力発電技術機構（以降，原子力機構)[10)] ではＩ型断面耐震壁を対象に，地震応答解析に用いる減衰定数と復元力特性の把握を目的として，静的加力実験，仮動的実験，および振動台実験を実施している。

これらの振動台実験の試験体概要を表—1 に示すが，独立耐震壁を対象とした振動台実験は少なく，特に，せん断スパン比が 1.5 以下のいわゆるせん断壁に対する振動台実験は非常に少ないのが現状である。

したがって，本報告では RC 造立体耐震壁の振動台実験を行うことにより，動的挙動に関する基礎資料を提供するとともに，振動特性，減衰性能等を明らかにし，動的外力が作用した場合について，同題（その 2）で提案した動的解析用マクロモデルの適用性を検討する。



(a)　ボックス壁



(b)　円筒壁

図—1　試験体概要

2. 実験計画

2.1　試験体

原子炉建屋の主要構造要素はボックス型あるいは円筒型の耐震壁である。試験体の概要を図—1 に示す。円筒壁試験体の形状は，壁厚 40 mm，半径 650 mm，壁内法高さ 1 100 mm（基礎上端から慣性用重量の重心位置までの高さ 1 403 mm)，せん断スパン比 1.08 であり，実際の PWR 型建屋の原子炉格納容器を約 1/30 に縮小した模型試験体である。ボックス壁試験体の形状は，壁厚 40 mm とし，壁断面積およびせん断スパン比を円筒壁試験体とほぼ等しくすることにより，1 辺 1 020 mm の正方形断面，壁内法高さ 835 mm（基礎上端から慣性用重量の重心位置までの高さ 1 138 mm)，せん断スパン比 1.12 とした。

壁配筋は横筋を壁断面中央に配置し，縦筋を横筋の内外に交互に配置した。壁鉄筋比は縦筋 2.4 %（D 6@35 シングル)，横筋 1.2 %（D 6@70 シングル）とした。コンクリートは最大粒径 10 mm の豆砂利コンクリートを使用し，コンクリートの打設方法は，仮動的実験の試験体の場合と同様に行った。

振動台実験用試験体は，仮動的実験用試験体と壁厚が異なる。また，壁鉄筋比は同量であるが，配筋方法が異なっている。これは，振動台の性能に起因している。

壁体部に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験は，JIS 試験法により実施した。これらの機械的性質を表—2 に示す。

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

写真—1　円筒壁試験体の据え付け状況

表—2　材料試験結果

試験体名	コンクリート（壁部）				鉄筋（SD345，D6）	
	圧縮強度 (kg/cm^2)	割裂強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 ($10^5 kg/cm^2$)	ポアソン比	降伏強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 ($10^6 kg/cm^2$)
DBW1	670	55.6	3.14	0.19	4255	1.90
DBW2	659	54.0	3.34	0.19		
DCW1	672	54.6	3.31	0.19		
DCW2	669	51.5	3.64	0.19		

表—3　振動台の主要諸元

テーブルサイズ		5m × 5m		
テーブル搭載重量		定格30tf，最大70tf		
加振方向		3次元6自由度		
加振方式		電気・油圧サーボ方式		
加振周波数		DC ～ 70Hz		
加振能力	項目＼加振方向	水平 X軸	水平 Y軸	垂直 Z軸
	最大変位	±80mm	±260mm	±50mm
	最大速度（正弦波加振時）	60 kine	150 kine	50 kine
	最大加速度（定格搭載時）	3G	1G	1G
	項目＼加振方向	ローリング θ_x	ピッチング θ_y	ヨーイング θ_z
	許容最大モーメント（定格搭載時）	200tf・m	200tf・m	50tf・m

慣性用重量は試験体壁部の軸応力度が 13 kg/cm^2 になるように 21.27 ton に設定し，鋼板（22 mm）をトップスラブに PC 鋼棒で緊結した。

写真—1 に円筒壁の振動台実験の状況を示す。この写真に現れている鋼製の変位計測フレームは，計測に悪影響を及ぼさないように配慮し，フレームの剛性が高くなるように設計した。このフレームの固有振動数は，固有値計算の結果，加振方向 96.0 Hz，加振直交方向 59.1 Hz である。

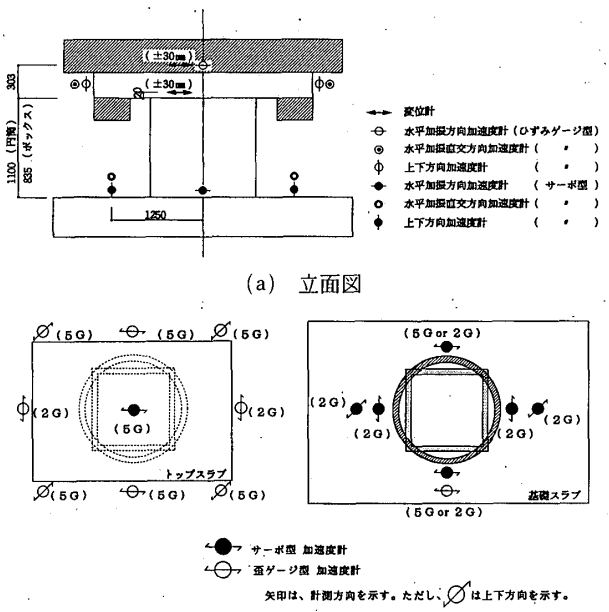
実験に使用した 3 次元振動台の主要諸元を表—3 に示す。加振には，この振動台の X 軸を用いた。なお，使用した振動台に関する詳細は参考文献 11)，12) を参照されたい。

2.2　実験パラメータ

入力地震動は EL CENTRO 1940 NS であり，時間軸を相似則[1]により $1/\sqrt{30}$ に縮めて使用した。実験パラメータを表—4 に示す。実験パラメータは試験体形状および入力レベルによる応答の違いが把握できるように定めた。なお，実験名は，ボックス壁では DBW＃，円筒壁では DCW＃と表記し，＃は加振ケースの違いを表す。ボックス壁，円筒壁とも入力レベルを弾性範囲から最大耐力以降までの各状態に対応するように繰返し加振したケース（DBW 1, DCW 1）と弾性範囲での加振後，最大耐力近傍を経験するレベルに増幅して加振したケース（DBW 2, DCW 2）の 2 種類である。

表—4　実験パラメーター

試験体名	加振レベル（gal）							
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
DBW1	100	300	750	1000	1500	1960	—	2500
DBW2	100	—	—	—	—	1960	2250	—
DCW1	100	300	750	1000	1500	1960	2250	2500
DCW2	100	—	—	—	—	1960	2250	2500



(a)　立面図

(b)　平面図

図—2　加速度および変位計測位置

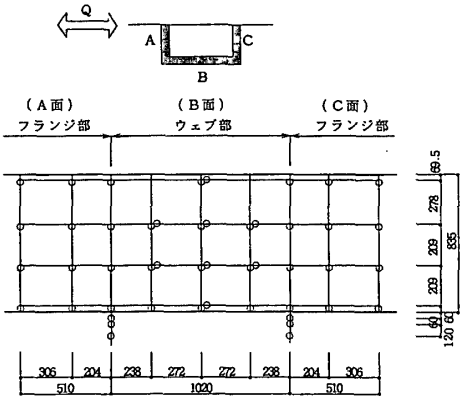
2.3　計測計画

加速度計測は慣性用重量の水平重心位置レベル，および基礎スラブ上面で，水平 2 方向と鉛直方向について行った。また，加振方向のみ重錘の頂部面中央でも，加速度計測を行った。変位計測は，剛な鋼製変位計測フレームを基礎スラブ側面に取り付け，基礎と上部重心位置，および基礎と壁上端との相対変位について行った。加速度および変位の計測位置を図—2 に，使用した計測機器の仕様を表—5 に示す。加速度計測には 2 種類の加速度計を用いているが，図—2(b) に示す基礎スラブ上面のほぼ同位置で，サーボ型とひずみゲージ式との計測値がほとんど一致することを確認している。また，試験体内

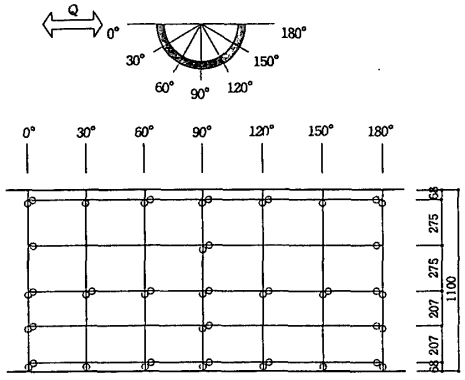
NII-Electronic Library Service

表—5　使用機器の仕様一覧

機器名	型式	仕様
シグナルコンディショナー		周波数特性　：DC ～ 2KHz 出力　：±5V 利得　：1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000 （10 レンジ）
加速度計	サーボ型	測定範囲　：±2G および ±5G 周波数特性　：DC ～ 400Hz 感度　：3V/G (2G計) 5V/G (5G計)
動ひずみアンプ		周波数特性　：DC ～ 20KHz 出力　：±5V 利得　：1 ～ 1000 倍 （ただし、有効数字 3桁で設定） 感度　：500 ～ 40000 μひずみ/F.S. （ただし、有効数字 3桁で設定）
変位計	インダクタンス式	測定範囲　：±30mm 許容印加電圧：5VAC （搬送波周波数 5KHz）
加速度計	ひずみゲージ式	測定範囲　：±2G および ±5G 周波数特性　：DC ～ 60Hz (2G 計) DC ～ 95Hz (5G 計) 定格出力　：0.5mV/V(1000×10⁻⁶ひずみ)



(a)　ボックス壁



(b)　円筒壁

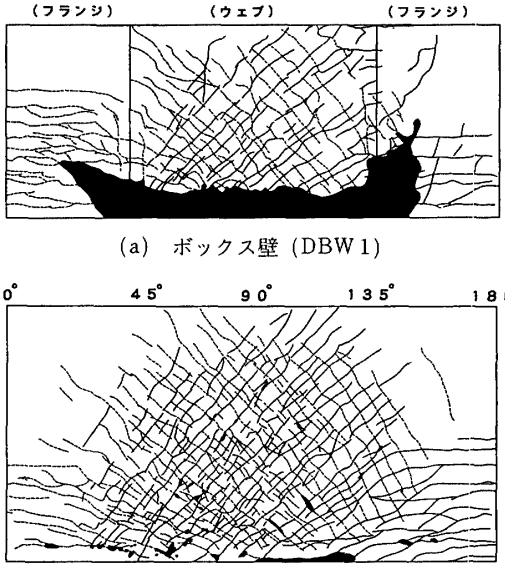
図—3　鉄筋ひずみ計測位置

部の応力状態を把握するために，図—3 に示す位置の鉄筋にひずみゲージ（検長：2 mm）を貼付した。全計測記録の時間刻みは 0.0018 秒($=0.01\times1/\sqrt{30}$)で行った。

3. 実験結果

3.1　実験経過

ボックス壁（DBW 1）では加振レベル④終了時でウェブ部に斜めせん断ひび割れが初めて確認でき，⑤終了時でフランジ壁脚隅角部に水平ひび割れが，⑥終了時でフランジ部下方に水平曲げひび割れが数本生じるとともに，ウェブ部全面に斜めせん断ひび割れが確認できた。⑧の加振中にせん断すべり破壊が生じ，その部分のコンクリートが崩落した（図—4(a) 参照)。円筒壁（DCW 1）では加振レベル③終了時でウェブ部に斜めせん断ひび割れが初めて確認でき，④終了時でせん断ひび割れの数が増え，⑤終了時でフランジ部脚部に水平曲げひび割れが生じるとともに，ウェブ部全面に斜めせん断ひび割れが確認できた。⑧の加振中に比較的小さなコンクリートの崩落が見られたが，ボックス壁のようなスリップ状の圧壊は生じず，曲げせん断破壊を呈した（図—4(b) 参照)。また，弾性状態から最大耐力近傍までを経験するように地震動波形を増幅して入力した DBW 2 および DCW 2 試験体の最終破壊状況は，それぞれ DBW 1 および DCW 1 と同様であった。



(a)　ボックス壁（DBW 1）

(b)　円筒壁（DCW 1）

図—4　試験体の最終ひび割れ状況

初期の加振レベルの段階でフランジ部の水平ひび割れを確認できなかったのは，加振終了後に積載荷重の影響でひび割れが閉じたためと考えられる。

3.2　弾性域における振動特性

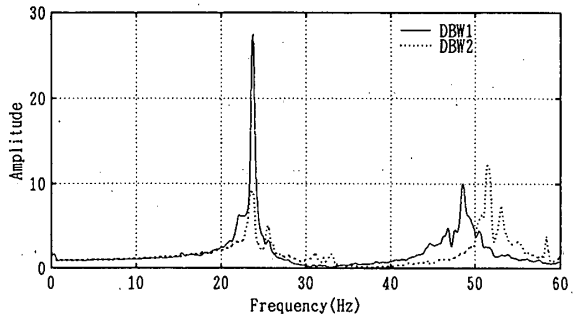
各試験体の加振レベル①の実験において，基礎スラブ上面の水平方向加速度値に対する試験体重心位置の水平加速度値の伝達関数（80 Hz L.P.F., Hanning Window 10 回）を図—5 に示すが，この伝達関数には 2 つの異なる振動数帯に比較的明瞭なピークがみられる。これは水平方向の応答のほかに，回転慣性によるものと考えられる。

3.3　水平慣性力-変形関係

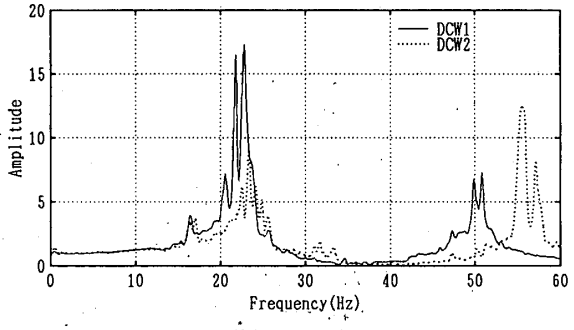
ボックス壁および円筒壁の各々の加振レベルにおける試験体重心点の水平方向の処女最大応答加速度に慣性用質量を乗じた値と，その同時刻の重心点の水平応答変位の関係を図—6 に示す。なお，DBW 2 および DCW 2 の加振レベル⑥の実験では，最大応答加速度が比較的早い段階に発生しているため，その後に生じた最大応答加速度よりも小さい応答加速度のピークが更新される点もプ

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

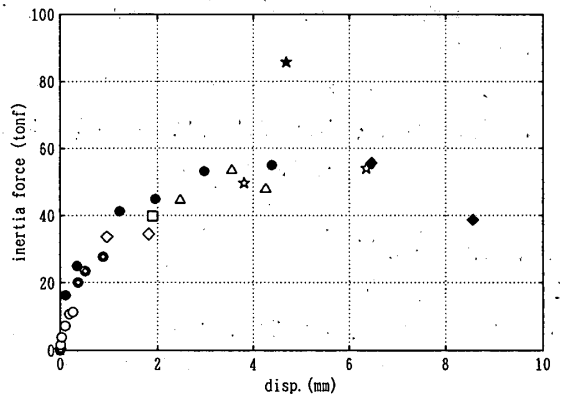


(a) ボックス壁

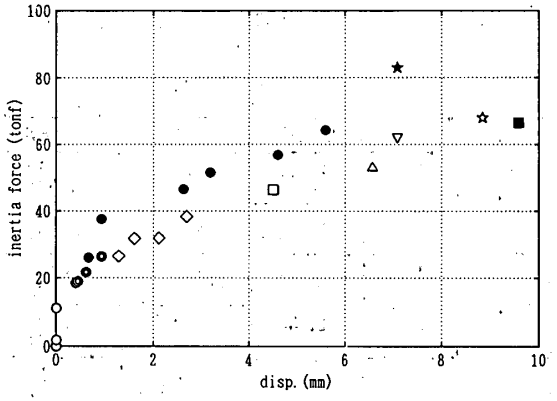


(b) 円筒壁

図—5 弾性時の水平加速度伝達関数



(a) ボックス壁



(b) 円筒壁

試験体 No.	1							2			
加振ケース	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑥	⑦	⑧	
記　号	○	◎	◇	□	△	▽	☆	●	★	◆	■

図—6 水平慣性力-変形関係

ロットしている。また，最大耐力以降については最大応答変位時の値を示している。これらの図から，ボックス壁，円筒壁とも弾性範囲から最大耐力以降まで，段階的に入力レベルを増幅させて繰返し加振を行ったDBW1およびDCW1に比べて，弾性範囲での加振後，最大耐力近傍を経験するレベルに増幅して加振したDBW2およびDCW2が，同一変位レベルでの応答加速度値が若干大きくなっている。また，一挙に塑性化するような加振をおこなったDBW2およびDCW2の場合の最大応答加速度（図中の★印）が時刻歴の比較的早いところで急激に生じている。これは大きな外力に対して試験体の剛性が急激に変化したためと考えられ，一挙に塑性化させた場合には，ひずみ速度効果により瞬間的に耐力が上昇することから，地震荷重を受ける場合と疲労試験的な荷重を受ける場合とでは，応答性状が異なるといえる。しかし，最大応答加速度値を経験した後の耐力は，徐々に塑性化させた場合より若干高い程度であり，靭性についても同程度であることから，この瞬間的な耐力上昇に期待した耐震設計を行うことは合理的でないと考える。

水平慣性力-変形関係を巨視的に見ると，ボックス壁が最大耐力後の挙動が脆性的であるのに対して，円筒壁は最大耐力後も極端な耐力低下を生ぜず，ボックス壁に比べて靭性に富んでいて，仮動的実験の結果と同様な傾向を示している。

4. 解析モデルおよび解析方法

4.1 解析モデルおよび置換部材の構成則

動的解析用マクロモデル（以降，本マクロモデル）は，同題（その2）で述べた方法により構成するが，振動台実験では回転慣性モーメントの影響が見られたことから，慣性用重量の水平重心位置に設けた剛な梁に水平および鉛直方向の質量を分散し，慣性モーメントの差分を追加した。振動台実験の解析に適用するボックス壁および円筒壁の本マクロモデルを図—7に示す。

本マクロモデルに用いた置換部材の構成則は，仮動的実験の場合と同様とする。したがって，本報では構成則の概要を記し，同題（その2）と相違する個所についてのみ詳細に述べる。

1) コンクリートストラット

• ストラットの傾斜角 θ は白石式による最大耐力の値を用いる。この傾斜角を計算すると，ボックス壁（DBW1, DBW2）では $\theta=35.6°, 35.3°$ であり，円筒壁（DCW1, DCW2）では $\theta=31.0°, 30.9°$ である。

• コンクリートの一軸圧縮強度に対する有効係数 ν として，一定値 $\nu=0.75$ を用いる。

• コンクリートストラットの軸力-ひずみ関係における各折れ点の値は，材料試験結果から図—8に示すように設定し，履歴法則は原点指向型とする。

NII-Electronic Library Service

・引張側および圧縮側ストラットの弾性せん断変形と壁板としたときの弾性せん断変形とが一致するようにストラットの支配幅を設定する。

2) フランジ壁

・フランジ壁は軸力および曲げに対して全幅有効とする。

・コンクリートの軸力-ひずみ関係はストラットと同様とするが,強度は一軸圧縮強度および割裂強度を用いる。

・鉄筋の軸力-ひずみ関係は Bi-linear 型とする。

・フランジ壁の全軸力とひずみの関係の評価では，コンクリートと鉄筋とは同一ひずみを受けるものとする。

・曲げモーメント-曲率関係は軸力変動による影響を考慮しない。

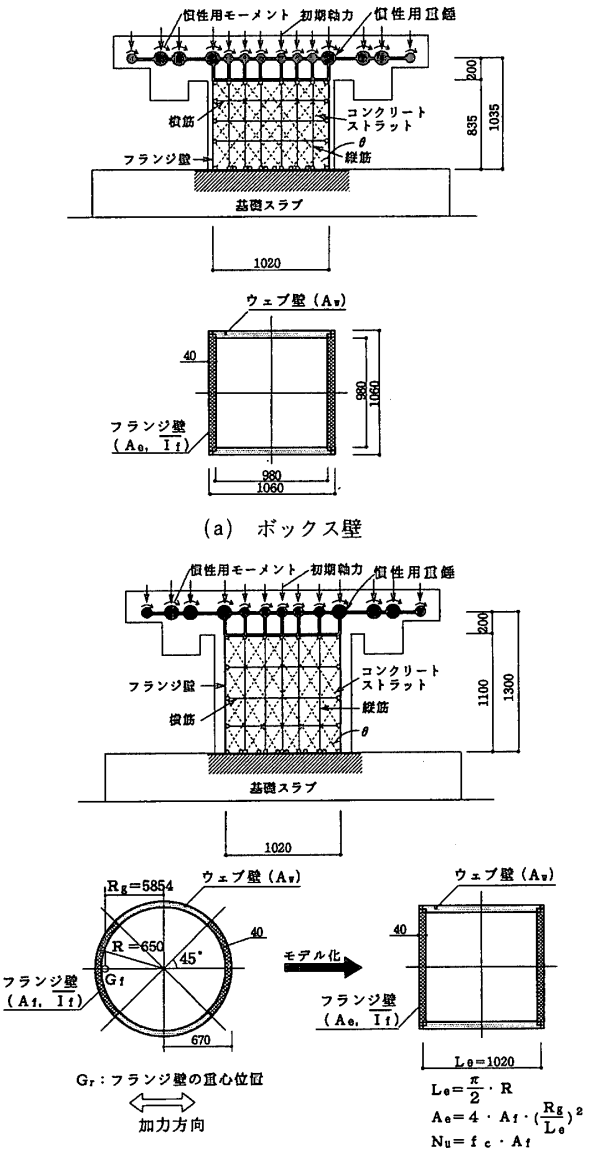
・曲げモーメント-曲率関係の履歴法則は Degrading Tri-linear 型の深田モデルを用いる。

・せん断力-せん断ひずみ関係は弾性とする。

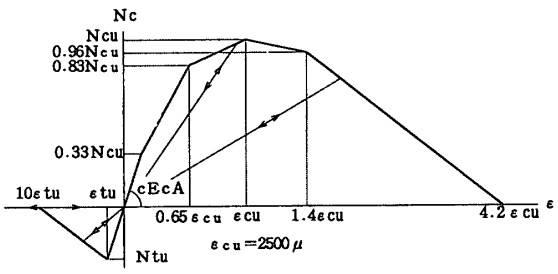
3) ウェブ壁の補強筋

・縦および横補強筋は数本に集約して扱う。

・軸力-ひずみ関係は Bi-linear 型とする。



図—7 振動台実験用のマクロモデル



図—8 コンクリートストラットの軸力-ひずみ関係

4.2 解析条件および解法

振動方程式の解法には Newmark の β 法 (β=0.25) を用いて行った。

振動方程式中の減衰項は，水平方向加速度の伝達関数に2つの異なる振動数帯に比較的明瞭なピークがみられたことから，これらの振動数を1次と2次に対応させたレーリー型を適用する。

また，質量マトリクスは，図—7に示す慣性用重量および慣性モーメントが存在する節点の水平，鉛直および回転成分を考慮し，その他の節点はゼロを置いた対角マトリクスとしている。

なお，入力地震動波形は実験で得られた基礎スラブ上面の水平加速度波形を用い，解析では，この波形を直線補間法により，10分割して時間積分を行う。

5. 解析結果および考察

5.1 弾性固有値解析

本マクロモデルによる弾性時の固有振動数を表—6に示す。この解析モデルにおいて，試験体には初期収縮ひび割れが存在すると思われ，見かけの剛性として壁筋の剛性を無視した方が，弾性域では実験結果の固有振動数に良く対応するため，壁筋の剛性を無視している。

表—6 弾性固有振動数

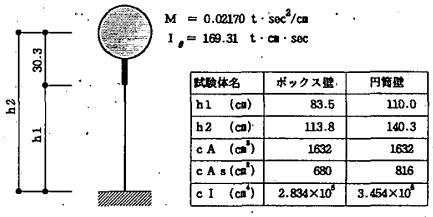
(単位：Hz)

試験体名	次数	実験値	本モデル	棒モデル
DBW1	1次	23.40	23.74 (24.96)	25.42 (26.46)
	2次	48.63	52.20 (53.78)	54.01 (56.49)
DBW2	1次	23.94	24.51 (25.71)	26.22 (27.22)
	2次	51.34	53.86 (55.39)	55.70 (58.08)
DCW1	1次	21.84	22.42 (24.02)	23.33 (24.21)
	2次	50.87	56.02 (58.37)	55.87 (58.30)
DCW2	1次	23.53	23.53 (25.12)	24.47 (25.29)
	2次	57.24	58.77 (61.10)	58.59 (60.87)

( ) 内数値は壁筋の剛性を考慮した場合

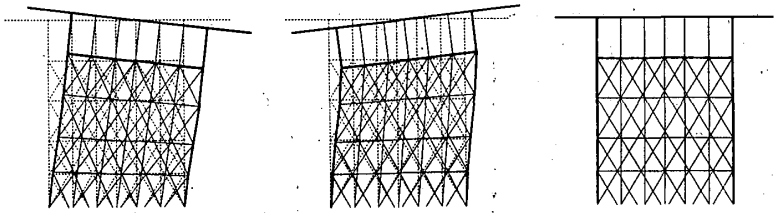
NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



試験体名	ボックス壁	円筒壁
h1 (cm)	83.5	110.0
h2 (cm)	113.8	140.3
cA (cm²)	1632	1632
cAs (cm²)	680	816
cI (cm⁴)	2.834×10⁶	3.454×10⁶

図—9 1質点系曲げせん断棒モデル



図—10 円筒壁（DCW1）の刺激関数

実験値は加振レベル①（最大加速度100 gal入力）の伝達関数から求めている。また，表—6には図—9に示す1質点系の軸方向，曲げ，およびせん断変形を考慮した棒モデルに置換した場合の固有振動数も示してある。この棒モデルにおいても壁筋の剛性を無視しているが，本マクロモデルによる値は棒モデルに比べて，実験値に比較的良く対応している。

円筒壁（DCW1）を対象とした本マクロモデルによる弾性時の刺激関数を図—10に示すが，回転慣性の影響が確認できる。また，解析では上下方向モードが3次に現れているが，その固有振動数は約80 Hzと非常に高い領域にあり，刺激係数がほぼゼロであることから影響を及ぼさないものと考える。なお，ボックス壁の刺激関数は円筒壁と同様の解析結果が得られている。

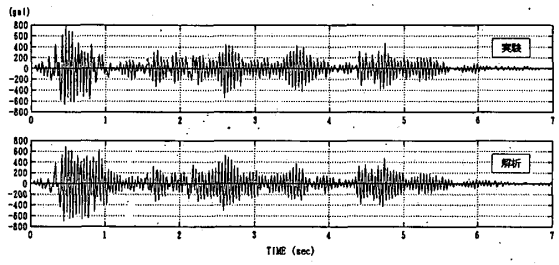
5.2 弾性時の応答解析

加振レベル①（目標最大加速度100 gal入力）に対する応答シミュレーションを本マクロモデルを用いて行った。この解析モデルにおいて，壁筋の剛性は固有値解析と同様に無視している。粘性減衰については，加振レベル①の実験結果の加速度に対する伝達関数から計算した減衰定数を適用したが，解析結果は実験結果に対して応答量が増幅する傾向がみられた。そこで，伝達関数に円滑化（Hanning Window 2回）を施した伝達関数から計算した減衰定数を用いた解析結果が実験結果に良く対応することが分かった。これは，コンクリートの弾性係数がミクロ的には線形でなく，弾性域においても繰返し載荷を行った場合に微小な履歴面積を有するため，見かけの減衰定数を大きめに評価する必要があると思われる。表—7に伝達関数から求めた減衰定数を示す。直接，伝達関数から求めた粘性減衰定数は，1次モードに対して，0.80～2.01 %であり，この値は大林組のPCCV研究グループ[3]が示した値2 %前後，久野ら[8]が示した値1～3 %にほぼ対応する。また，弾性時の応答解析に用いた見かけの減衰定数は，1次モードに対して1.27～4.12 %である。

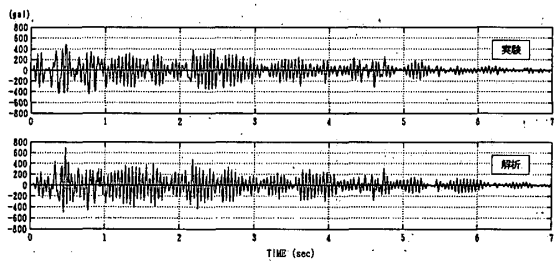
ボックス壁（DBW1）および円筒壁（DCW1）の加振レベル②（目標最大加速度300 gal入力）の実験に対する解析結果として，慣性重心位置の水平応答加速度を時刻歴で実験結果と比較して図—11，図—12に示す。なお，解析に用いた諸定数は加振レベル①の場合と同一としている。解析結果は実験結果の大局的な挙動を比較的良くシミュレートしている。

表—7 弾性時の粘性減衰定数 （単位：%）

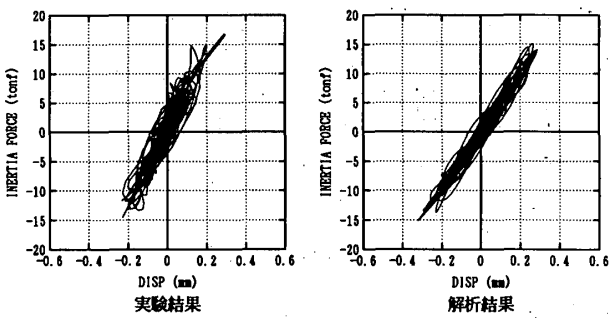
Hanning Windowの回数	DBW1		DBW2		DCW1		DCW2	
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
無	0.80	3.20	2.01	2.18	1.00	2.28	1.99	2.64
2 回	1.27	3.97	4.12	3.45	1.90	4.42	4.09	3.81



図—11 弾性時におけるボックス壁（DBW1）の応答時刻歴波形の比較



図—12 弾性時における円筒壁（DCW1）の応答時刻歴波形の比較

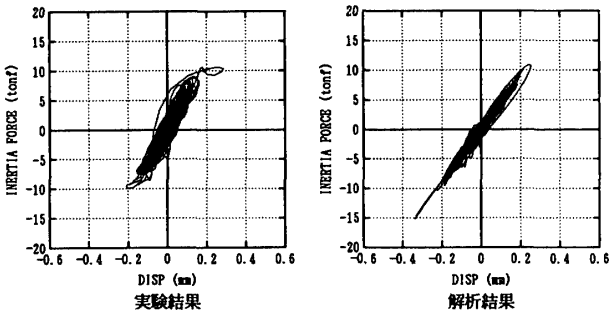


図—13 弾性時におけるボックス壁の慣性力-変形関係の比較

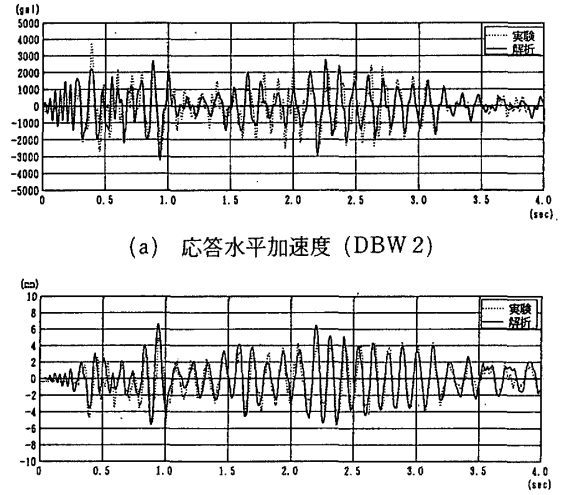
次に，慣性力（応答加速度に慣性質量を乗じた値）と応答変位の関係を実験結果と比較して，DBW1を図—13に，DCW1を図—14に示す。これらの図には，若干の履歴面積が存在する。この原因として，解析による作用応力が弾性範囲内にあることから，回転動の影響が考

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



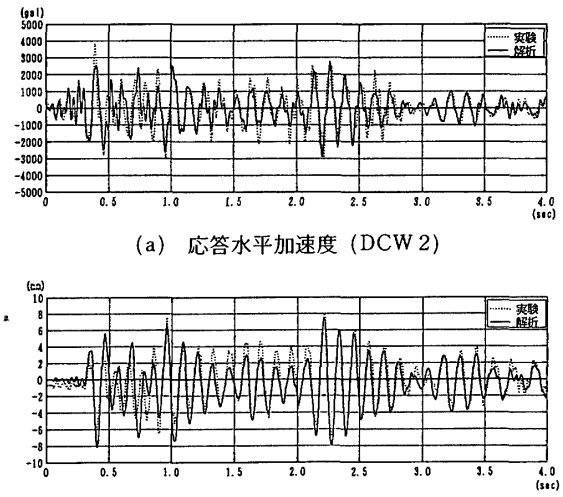
図—14　弾性時における円筒壁の慣性力-変形関係の比較



(a)　応答水平加速度（DBW 2）

(b)　応答水平変位（DBW 2）

図—15　弾塑性時におけるボックス壁の応答時刻歴波形の比較



(a)　応答水平加速度（DCW 2）

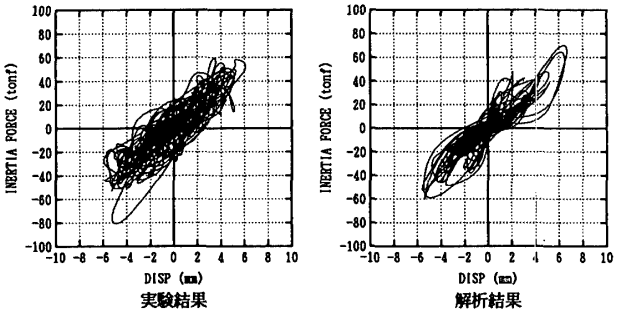
(b)　応答水平変位（DCW 2）

図—16　弾塑性時における円筒壁の応答時刻歴波形の比較

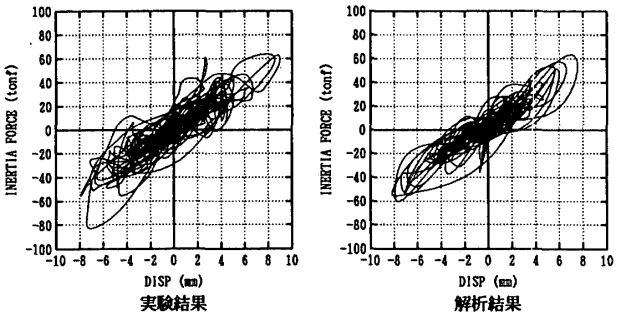
えられる。

5.3　弾塑性時の応答解析

ボックス壁試験体（DBW 2）および円筒壁試験体（DCW 2）の加振レベル⑥（目標入力最大加速度 1960 gal）で行った実験を対象に本マクロモデルを適用して弾塑性応答解析を行った。解析においては弾性時と異なり，壁筋を考慮している。また，減衰のタイプは瞬間剛性比例型とし，粘性減衰定数としては，伝達関数に円滑



図—17　弾塑性時におけるボックス壁の慣性力-変形関係の比較



図—18　弾塑性時における円筒壁の慣性力-変形関係の比較

化を施さない値を用いている。これらの実験結果に対する解析結果として，慣性重心位置の水平応答変位および加速度を時刻歴で実験結果と比較して図—15，図—16 に示す。同図から，解析結果は実験結果の弾塑性挙動を大局的に良くシミュレートしている。しかし，3.3 項で述べたように，一挙に塑性化するような加振を行ったために，大きな加速度が生じた箇所において，解析結果の応答加速度値は実験結果より小さめになっているが，応答変位に関しては解析結果が実験結果にほぼ一致している。

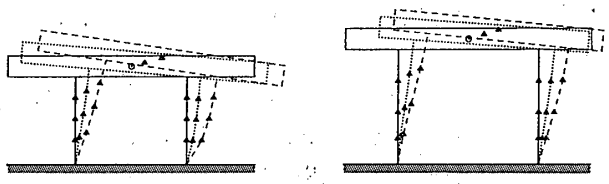
次に，慣性力（応答加速度に慣性質量を乗じた値）と応答変位の関係を実験結果と比較して DBW 2 を図—17 に，DCW 2 を図—18 に示す。これらの図には，回転動の影響が見られるが，解析結果は実験結果の傾向を大局的にとらえている。また，振動台実験結果には粘性減衰力が含まれているが，仮動的実験結果の荷重-変形関係とかなり異なっている。これは，振動台実験結果に回転動が含まれているためと考えられる。

また，弾塑性応答では履歴減衰が粘性減衰に比べて支配的であるため，円滑化を施さない伝達関数から粘性減衰定数を計算した値を用いた方が，実験結果に良く一致することが分かった。

5.4　その他の解析結果

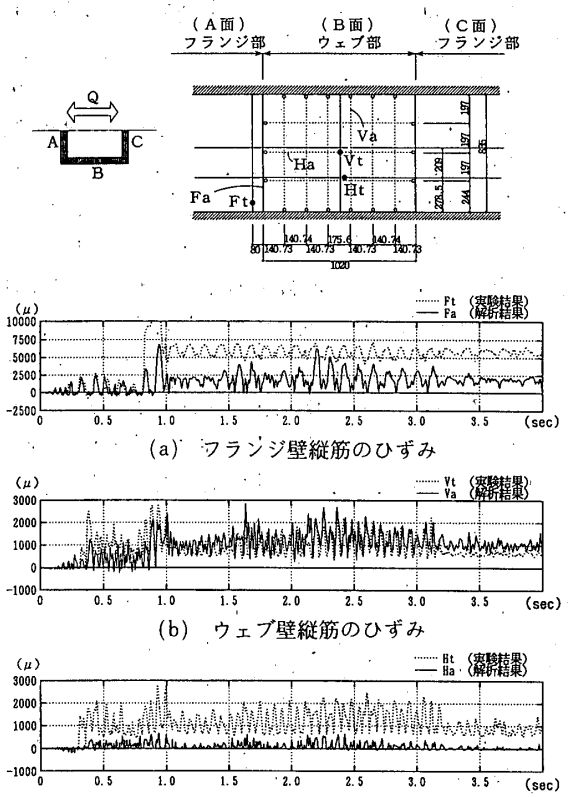
ボックス壁（DBW 2）および円筒壁（DCW 2）の加振レベル⑥（最大入力加速度：1960 gal）で行った実験を対象に本マクロモデルを適用して行った弾塑性応答解析結果から，変形モード，壁補強筋のひずみ，およびコンクリートストラットの応力について考察をする。

NII-Electronic Library Service



(a) DBW 2 の場合　　(b) DCW 2 の場合

図—19 弾塑性応答値時の変形モード



(a) フランジ壁縦筋のひずみ

(b) ウェブ壁縦筋のひずみ

(c) ウェブ壁横筋のひずみ

図—20 ボックス壁（DBW 2）の鉄筋ひずみ

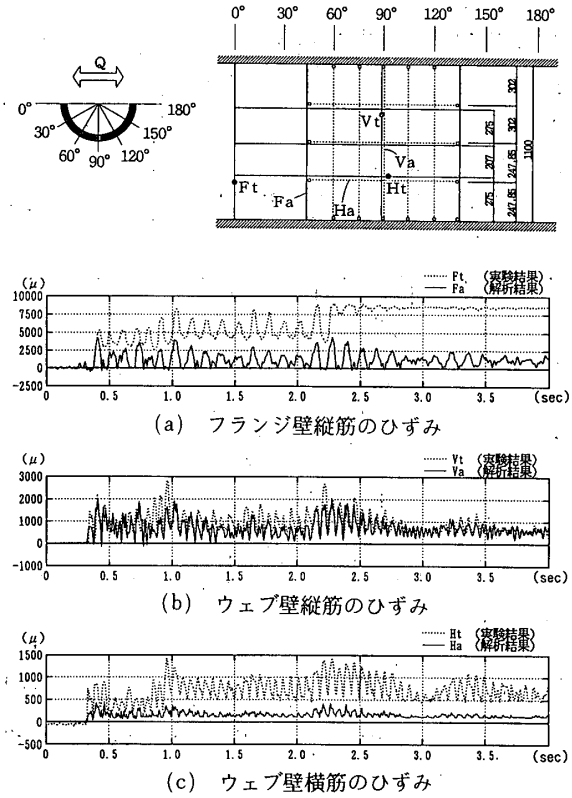
1) 弾塑性応答時の変形モード

ボックス壁（DBW 2）の変形モードを図—19(a) に，円筒壁（DCW 2）の変形モードを図—19(b) に示す。これらの変形モード図は，試験体重心位置の解析による水平方向変形角が，DBW 2 では 2.98×10^{-3}（発生時刻：0.4392 sec），6.44×10^{-3}（発生時刻：0.9414 sec）の場合について，DCW 2 では 2.75×10^{-3}（発生時刻：0.3528 sec），5.06×10^{-3}（発生時刻：0.9576 sec）の場合について描いている。

ボックス壁および円筒壁とも，引張側フランジ壁が全体的に伸びているのに対して，圧縮側フランジ壁は脚部には伸びが見られないが，頂部では曲げ戻しにより伸びていて，壁全体が伸びる現象が見られる。この現象は仮動的実験を対象に行った解析結果[2]と同様な傾向である。

2) 壁補強筋のひずみ

ボックス壁（DBW 2）と円筒壁（DCW 2）のフランジ壁縦補強筋，ウェブ壁縦補強筋および横補強筋のひずみを，実験結果と比較して図—20，図—21 に示す。



(a) フランジ壁縦筋のひずみ

(b) ウェブ壁縦筋のひずみ

(c) ウェブ壁横筋のひずみ

図—21 円筒壁（DCW 2）の鉄筋ひずみ

フランジ壁縦補強筋はボックス壁，円筒壁とも，解析結果に比べて実験結果が大きなひずみを受けた後の残留ひずみが大きくなる傾向が見られる。ウェブ壁縦補強筋の解析結果はボックス壁，円筒壁とも，実験結果に対して大局的な性質は良く一致している。また，ウェブ壁横補強筋の解析結果は実験結果に比べて，ひずみは小さめに評価されている。この傾向は，仮動的実験を対象に行った解析結果[2]でも現れていて，この原因としては，本マクロモデルでは横補強筋を左側フランジ壁から右側フランジ壁までを棒要素で扱っているため，ひずみが平均化されて小さくなり，そして，仮動的実験結果の変形モードに見られた膨らみ変形が解析では小さいため，横補強筋に膨らみを押さえる力が余り作用しないことが考えられる。

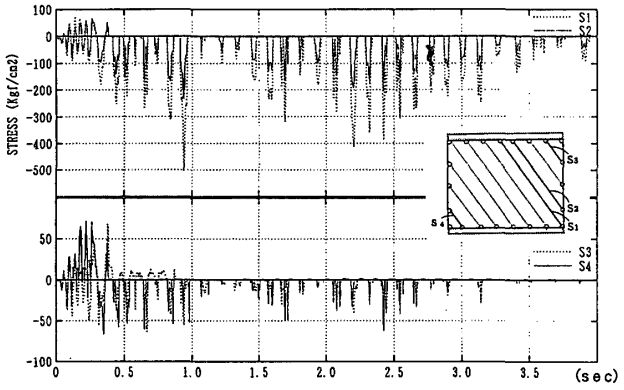
3) コンクリートストラットの応力

ボックス壁（DBW 2）および円筒壁（DCW 2）の解析から得られたコンクリートストラットの応力を時刻歴で図—22，図23 に示す。

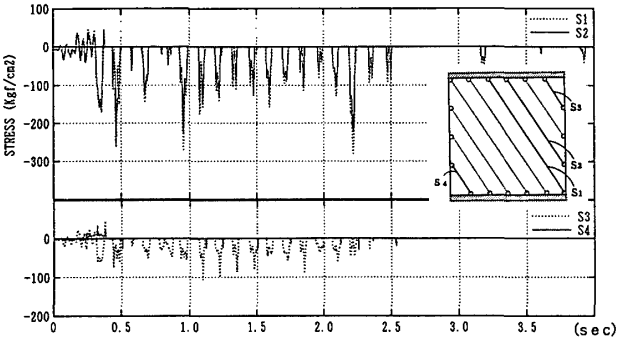
これらの図から，コンクリートストラットが初期の応答にだけ，引張応力が生じていることが分かる。DBW 2 においては，加力スラブから基礎スラブに至る S_1 の圧縮応力が大きいのに対して，加力スラブからフランジ壁の上部にぶつかる S_3 と基礎スラブからフランジ壁下部にぶつかる S_4 は，ほとんど寄与していないことが分かる。また，加力スラブからフランジ壁下部にぶつかる

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



図—22 ボックス壁（DBW 2）のコンクリートストラットの応力



図—23 円筒壁（DCW 2）のコンクリートストラットの応力

S_2 は，S_1 の半分程度の圧縮応力が生じている。DCW 2 においては，S_1 が大きく寄与しているが，変形が大きくなると，変形モードに見られる壁全体の伸び上がり現象に対して，S_1 の応力は引張りになるため抵抗しなくなる。ボックス壁および円筒壁とも，コンクリートストラットの応力作用状態は，仮動的実験を対象とした解析結果とほぼ同様である。

6. 結　論

RC 造立体耐震壁の振動台実験結果を対象に種々の検討を行った。その結果は以下のようにまとめられる。

1） 弾性時における振動台実験の結果から，粘性減衰定数を推定したが，その値は 1 次固有振動数に対して，0.80～2.01 % である。この値は既往の実験研究で示されている値と同程度である。

2） 弾性時の応答シミュレーションでは，粘性減衰定数として伝達関数を円滑化した場合の大きめな値 1.27～4.12 % を用いた方が実験結果に良く一致する。

3） 弾塑性時の応答において，一挙に塑性化するように加振した場合には，ひずみ速度効果により瞬間的な耐力上昇が見られたが，その後の耐力は徐々に塑性化するように加振した場合より若干高い程度であり，靭性についても差がない。

4） 弾塑性時の応答シミュレーションでは，減衰のタイプを瞬間剛性比例型とし，粘性減衰定数としては，伝達関数に円滑化を施さない値を用いた方が実験結果に良く対応する。

5） 動的用マクロモデルを構成している部材の応力-ひずみ関係は，静的な材料試験結果に基づいているが，解析結果の応答挙動は実験結果を比較的良くシミュレートしている。

6） 動的外力が作用した場合においても，同題（その 2）で提案した動的用マクロモデルが実験結果を妥当に評価できることを確認できた。

現状の原子炉建屋の地震応答解析を行う際のモデルは，主要な耐震要素をそれぞれ独立の多質点系曲げせん断棒で評価する方法が一般的に用いられているが，この場合の復元力特性は多くの試験体による静的構造実験に基づいて設定されている。しかしながら，この実験的アプローチによる方法は物理的意味が必ずしも明確でなく，その適用範囲には十分注意する必要がある。したがって，本マクロモデルが実験結果を妥当に評価できることから，本マクロモデルを塑性化が予想される建屋の下層部分に適用し，それより上層の弾性域部分を曲げせん断棒モデルとすることにより，耐震設計の信頼性向上に有益な方法を提案できると考える。

参考文献

以下の略称を用いる
日本建築学会大会学術講演梗概集：大会
日本建築学会構造系論文報告集：論報

1） 酒井　章ほか 3 名：地震動を受ける原子炉建屋耐震壁の挙動に関する研究（その 1）RC 造立体耐震壁の静的および仮動的実験，論報第 433 号，pp. 19～28，1992. 3
2） 酒井　章ほか 2 名：地震動を受ける原子炉建屋耐震壁の挙動に関する研究（その 2）RC 造立体耐震壁のマクロモデルによる耐震性評価，論報，第 447 号，pp. 97～106，1993. 5
3） 大林組 PCCV 研究グループ：プレストレストコンクリート格納容器(PCCV)の力学的挙動に関する一連の研究(その 3)—1/30 模型小型試験体を用いた静的・動的実験と解析—，大林組技術研究所報，第 22 号，pp. 25～43，1981. 2
4） 鳴津孝之ほか 2 名：連層連スパン壁の耐震性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 31 B，pp. 209～216，1985. 3
5） 藤原悌三ほか 2 名：SHAKING TABLE TEST OF R/C SHEAR WALLED FRAMES WITH UPLIFTING OF THE FOUNDATION，第 7 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp. 1141～1146，1986
6） 遠藤孝夫ほか 1 名：鉄筋コンクリート円筒シェルモデルの振動破壊実験（その 1），電力中央研究所報告，NO. 382062，1983. 11
7） 加藤　治ほか 2 名：鉄筋コンクリート円筒シェルモデルの振動破壊実験（その 2），電力中央研究所報告，NO. 383037，1984. 3
8） 久野雅祥ほか 2 名：DAMPING CHARACTERISTICS

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

OF CONCRETE STRUCTURES, SMiRT, VOL. 9th, NO. K 1, pp. 535～540, 1987

9) A. S. ELNASHAI et al., EXPERIMENTAL BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE WALLS UNDER EARTHQUAKE LOADING, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, Vol. 19, pp. 389～407, 1990

10) (財)原子力機構：原子炉建屋耐震壁の動的性能に関する試験（その4）減衰性能試験のうち動的試験，大会，pp. 1057～1058，1989. 10

11) 川野浩一ほか5名：3次元振動台基礎の振動特性に関する検討（その1）ランダム波加振時の振動測定結果，大会，pp. 403～404，1989. 10

12) 酒井　章ほか4名：多質点系鋼構造骨組の振動台実験，熊谷技報，第50号，pp. 31～35，1991. 8

13) 酒井　章ほか4名：RC造立体耐震壁の振動台実験（その1～2），大会，pp. 1145～1148，1992. 8

（1993年4月10日原稿受理，1993年8月17日採用決定）

NII-Electronic Library Service